

京都大学大学院 学生員 尾上 義博
大阪府道路公社 正 員 牧野 文雄

京都大学工学部 正 員 白石 成人
京都大学工学部 正 員 松本 勝
京都大学工学部 正 員 白土 博通

1. まえがき 本研究は、Fig. 1 に示す現在架設計画中の淀川橋梁（3 径間連続鋼斜張橋、中央スパン 200 m、1 本タワー、8 段ケーブル 1 面吊り形式）の耐風性について検討を加えたものである。主桁断面は偏平逆梯形を有しており、これに類似した断面がとくに正の迎角をもつ風の作用下で空力的に不安定となることが報告されているため、空力安定化対策についても検討を加えた。また橋軸方向の風による主塔の空力応答特性について、3 次元剛体模型を用いて架設中（ケーブル設置前）及び完成後それぞれの状態における応答測定実験を行なった。

2. 実験概要 本実験において主桁断面の応答測定実験は $1/80$ 主桁模型を用い、基本断面については迎角 $0^\circ, 3^\circ, 5^\circ$ に、防振装置付断面については迎角 5° に設定したわみ、揺れ 2 自由度系のもとで行なわれた。模型の構造減衰はオイルダンパにより所定の減衰定数となるよう各ケースごとに調整された。さらに基本断面の渦励振特性を明らかにするため、非定常圧力分布測定実験（たわみ、揺れ渦励振最大振幅発現時）もあわせて行なった。主塔模型については主塔基部の板バネによって橋軸直角方向の曲げ剛性が与えられ、主塔頂部の振動応答が光学式変位計によって測定された。なお主塔は $1/60$ 模型を用い、ケーブル部は 0.5 mm 径のピアノ線に鉛鋳のおもりを離散的に取り付け、これをビニールチューブに挿入することにより所定の外寸、重量を満足させ、ケーブル張力についてはおもりを吊り下げることにより再現させた。

3. 実験結果及び考察 1) 主桁断面の空力応答特性と耐風安定化対策 Fig. 3 及び 4 に基本断面のたわみ及び揺れ振動応答を $\blacktriangle$ 印で示す。迎角 5° では実風速 $19\% \sim 30\%$ 付近でたわみ渦励振を生じ、 $40\% \sim 50\%$ 付近で揺れ渦励振が生じている。さらに揺れフラッタ限界風速については、実風速 90% 付近と判断される。迎角 3° では、渦励振及び揺れフラッタが検出されたが、空力的には 5° の場合よりも安定であった。また迎角 0° ではこれらの空力振動は発現しなかった。Fig. 5²⁾ は Δ 印で基本断面の迎角 3° 及び 5° のたわみ渦励振開始無次元風速を縦軸に、有効断面比を横軸にとりプロットしたものであるが、これよりたわみ渦励振開始無次元風速は有効断面比の 1.67 倍にほぼ等しいことがわかる。また Fig. 6 及び 7 に、基本断面を対象に渦励振最大振幅発現時の非定常圧力測定における変位と負圧ピークの位相差の分布

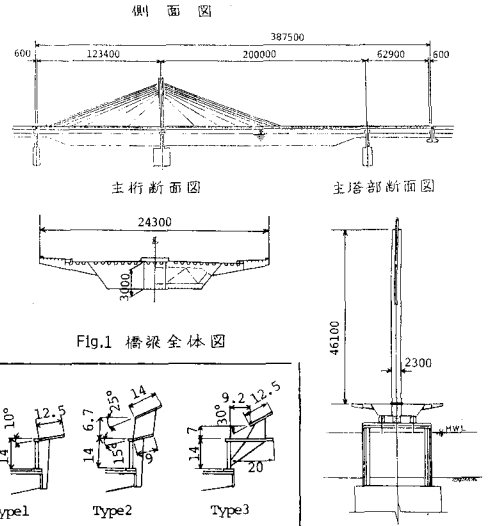


Fig.1 橋梁全体図

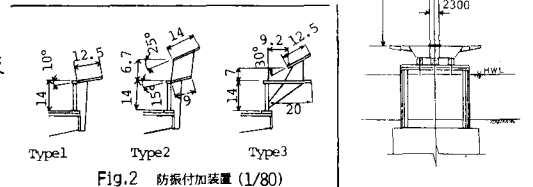
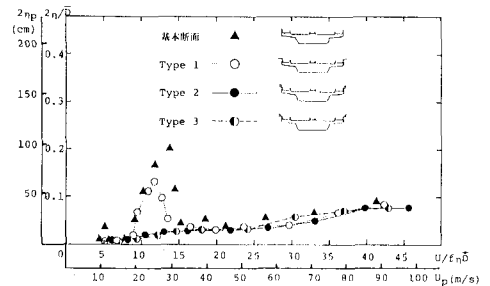
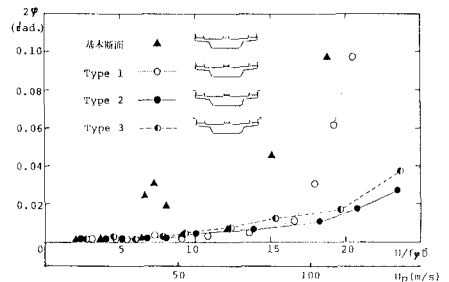


Fig.2 防振付加装置 (1/80)

Fig.3 たわみ振動応答 (迎角 5°)Fig.4 揺れ振動応答 (迎角 5°)

を示すが、Fig. 6では上面後縁においておよそ $\beta=360^\circ$ 、Fig. 7ではおよそ 540° となっている。以上のことから基本断面の渦励振特性は前縁剥離渦型と判断され、防振対策としては断面の前縁及び後縁付近の流れを制御することが有効であるものと考えられる。そこでFig. 2に示す3種類の制振装置を高欄部に付設してその制振効果を調べた。Fig. 3, 4にこれらのたわみ及び振れ振動応答図を示す。Type 1ではたわみ渦励振が依然として生じるものの、Type 2, Type 3では渦励振、振れフラッタ共にほぼ完全におさえられている。

2)主塔の空力特性 Fig. 8及び9に独立状態及び完成時の振動応答図を示す。独立状態においては、橋軸方向からの実風速28%~43%付近で渦励振が生じ、塔頂の最大振幅は約100cmとなっている。主塔はFig. 1に示すように矩形断面を有する1本タワーであり、主塔断面比は橋軸方向の風に対しては1.30であり、静的揚力係数勾配 $dC_L/d\alpha < 0$ となることから、ギャロッピングの発現が予想されるが、Fig. 8の高風速域では風速の上昇と共に振幅も除々に増加しているが、顕著な大振幅振動は発現していないことがわかる。一方完成時においては、振動振幅が小さくなり渦励振発現無次元風速が大きくなっている。これは主塔の上流側及び下流側にケーブルが配置されることにより、主塔に作用する気流が特に上流側ケーブルによって乱されることが原因であると思われる。すなわちこの乱流効果

により剥離バブルが小さくなり、見かけ上主塔の断面比が大きくなるためであると考えられる。ケーブルを付設することにより、渦励振発現風速は逆に小さくなることから、完成時の主塔の固有振動数は、架設時のそれと比較して小さくなるが、ケーブル付設による主塔の剛性の増加の影響を考慮すると、ケーブルが主塔の応答特性に寄与する効果は、系の剛性よりむしろ質量による影響が大きいと思われる。

4.あとがき 主桁断面は、正迎角をもつ風の作用下で比較的大きな渦励振及び振れフラッタを生じる可能性があり、その空力安定化対策としては、Type 2, Type 3の防振付加装置が有効であった。また架設時主塔は、特に橋軸方向の風に対しては最大応答倍振幅で700cmにも達する渦励振が生ずると考えられ、完成時主塔においては振動振幅は小さくなる。一方振動発現風速域が架設系よりも低くなることから、振動発生頻度は相対的に高くなることが予想され、疲労等の許容振幅の立場から、自然強風の発生頻度、その風向等についての検討も必要であろう。

参考文献 1)京都大学工学部土木工学科教室橋梁工学研究室“斜張橋の耐風安定性に関する調査研究(その2)”

2)白石成人、松本勝“充腹構造断面の渦励振限界風速と応答特性について”日本風工学研究会誌

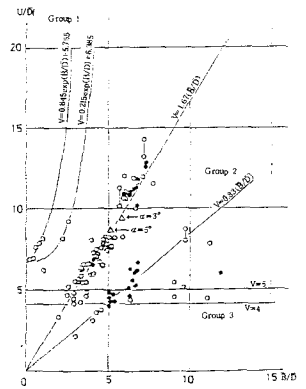


Fig.5 たわみ渦励振開始無次元風速 (basic)

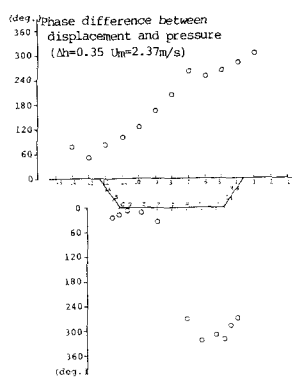


Fig.6 非定常圧力測定
(basic, 迎角 5° , たわみ渦励振最大応答振幅発現時)

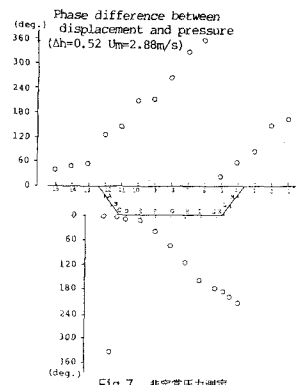


Fig.7 非定常圧力測定
(basic, 迎角 5° , 振れ渦励振最大応答振幅発現時)

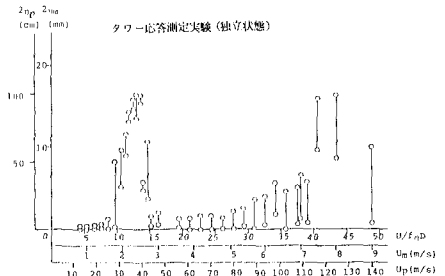


Fig.8

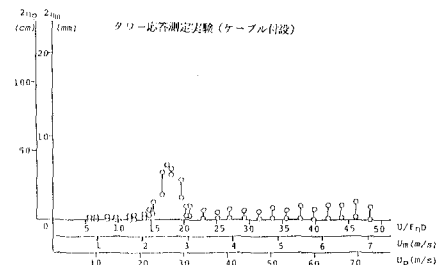


Fig.9